

**Informe sobre la estabilidad y refuerzo de la bóveda del salón  
de actos del Museu de Mallorca, Palma de Mallorca**

por:  
**Santiago Huerta Fernández**

con la colaboración de:  
**Paula Fuentes González**

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA  
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Madrid, diciembre de 2012  
CYM Yáñez

## Índice

1. Introducción: Objetivo del informe .....	1
2. Marco teórico: enfoque del equilibrio de Heyman .....	1
2.1 El material: hipótesis del análisis límite .....	1
2.2 Condición de estabilidad; seguridad .....	2
2.3 Teorema Fundamental; límite inferior del coeficiente de seguridad .....	2
2.4 Movimientos y grietas .....	3
3. Bóveda original .....	3
3.1 Forma de la bóveda .....	5
3.2 El material .....	5
3.3 La estructura de la bóveda .....	5
3.4 Posible proceso constructivo .....	7
3.5 Estabilidad .....	8
4. Refuerzo de la bóveda .....	9
4.1 Evaluación de cargas .....	10
4.2 Pesos y posición de centros de gravedad .....	12
4.3 Cargas totales de la bóveda .....	13
4.4 Empuje máximo: sobrecarga sobre toda la bóveda .....	14
4.5 Sobrecarga a un lado .....	15
5. Estabilidad del sistema de contrarresto .....	16
5.1 Evaluación de cargas .....	18
5.2 Estabilidad del muro medianero .....	18
5.3 Estabilidad del muro del patio .....	21
6. Conclusiones .....	23
7. Bibliografía .....	24
8. Láminas .....	25

## **1. Introducción: Objetivo del informe**

El Museu de Mallorca presenta bóvedas típicas mallorquinas de marés. Estas bóvedas son muy delgadas (8-10 cm) y tienen las habituales disposiciones de rellenos y tabiquillos en los riñones. La intervención de Gabriel Alomar en los años 1950 descartó la capacidad portante de estas bóvedas, colocándose forjados superiores de viguetas apoyados en una estructura suplementaria de muros de carga de bloques adosados a los muros originales.

Sobre una bóveda de cañón de unos 5 m de luz y unos 13 m de largo está previsto disponer el Salón de Actos del Museu de Mallorca. El objetivo del informe es estudiar si la bóveda puede resistir las cargas del nuevo Salón Actos, pudiéndose demoler el actual forjado, y qué medidas de consolidación habría que tomar para ello. La contestación a estas preguntas implica emplear la moderna teoría estructural de las fábricas que se resume en el siguiente apartado.

El informe se fue escribiendo a medida que progresaba la obra. Este documento recoge los resultados finales. Como se verá la bóveda puede resistir con seguridad las cargas actuales y el antiguo forjado ha sido demolido. De esta manera, además de eliminar un incómodo escalón en la planta, la bóveda ha recuperado su función portante original. En la consolidación propuesta se han empleado sólo técnicas tradicionales de la construcción de fábrica.

Para la redacción se han realizado varias visitas y se ha contado con la información aportada por la Dirección de la obra (arquitecto Pedro Rabassa, arquitecto técnico Joaquín Izquierdo) y por el Jefe de Obra (Jesús Hernández).

## **2. Marco teórico: enfoque del equilibrio de Heyman**

Para contestar a las preguntas planteadas en el presente informe, que afectan al comportamiento estructural de la iglesia, es preciso utilizar la teoría de estructuras. La teoría convencional de estructuras de barras no es de aplicación a las estructuras históricas de fábrica. Al realizar los estudios se ha aplicado la teoría del Análisis Límite de Estructuras de Fábrica, tal y como la ha desarrollado fundamentalmente Heyman en los últimos años —véase Heyman (1995 y 1999). En este apartado se resumirán los principios e ideas fundamentales.

### **2.1 El material: hipótesis del análisis límite**

Se considera la estructura de fábrica formada por un material rígido-unilateral, que resiste compresiones pero no resiste tracciones. Es decir, imaginamos la fábrica como un conjunto de bloques indeformables en contacto seco y directo que se sostienen por su propio peso. Supondremos también que las tensiones son bajas, no habiendo peligro de fallo por resistencia, y que el rozamiento entre las piedras es suficientemente alto como para impedir

su deslizamiento. Estas tres hipótesis dan lugar a los Principios del Análisis Límite de las Fábricas:

- (1) la fábrica presenta una resistencia a compresión infinita;
- (2) la fábrica tiene una resistencia a tracción nula;
- (3) el fallo por deslizamiento es imposible.

La hipótesis (1) va ligeramente en contra de seguridad y se comprobará mediante un cálculo numérico. La suposición (2) va, evidentemente, a favor de seguridad. Finalmente, la hipótesis (3), vuelve a estar en contra de seguridad, pero los casos de deslizamiento entre piedras son extremadamente raros (suelen estar asociados a movimientos sísmicos).

## **2.2 Condición de estabilidad; seguridad**

La condición de estabilidad de una fábrica construida con un material que cumpla los principios anteriores exige que la trayectoria de las fuerzas, la «línea de empujes», esté contenida dentro de la estructura; esto es, para cada sección hipotética de la estructura la resultante de las fuerzas debe estar contenida en su interior.

La seguridad está determinada, en cada sección, por la distancia relativa de la resultante de tensiones (empuje) a sus bordes. El coeficiente de seguridad es geométrico y definirá la posición que dicho empuje no debe sobrepasar dentro de cada sección. Los coeficientes de seguridad dependen del tipo y uso de la estructura, y tienen un carácter empírico. En particular, para el caso de edificios, son distintos para arcos y bóvedas y para estribos; el coeficiente de éstos últimos es mucho más restrictivo, por los motivos que se discutirán en el apartado dedicado a la seguridad del sistema de contrarresto.

## **2.3 Teorema Fundamental; límite inferior del coeficiente de seguridad**

Si la estructura es hiperestática, como es habitual, será posible encontrar infinitas líneas de empujes contenidas dentro de la fábrica, que corresponden a las infinitas situaciones de equilibrio posibles (la línea de empujes no es más que una representación gráfica de las ecuaciones de equilibrio).

Si se cumplen los principios del análisis límite enunciados antes se puede demostrar —véase Heyman (1995, 1999)— el siguiente Teorema Fundamental del Análisis Límite (Teorema de la Seguridad o del Límite Inferior): *Dada una estructura, si es posible encontrar una situación de equilibrio compatible con las cargas que no viole la condición de límite del material (esto es, que no aparezcan tracciones) la estructura no colapsará. Aplicado a las fábricas: si es posible dibujar una línea de empujes contenida dentro de la estructura la estructura no se hundirá.* La potencia del Teorema radica en que la línea de empujes, es decir, la situación de equilibrio, puede ser elegida libremente. Elegida una línea, podremos aplicar las condiciones de

seguridad a cada una de las secciones que atraviesa y obtener, de esta forma, un límite inferior para el coeficiente de seguridad geométrico: sabemos que la estructura tiene al menos ese coeficiente de seguridad (en general, sería posible encontrar una línea de empujes que diera una situación más favorable).

El problema de la seguridad de las fábricas es, pues, un problema de estabilidad. De los tres criterios fundamentales que debe cumplir una estructura (resistencia, rigidez y estabilidad), es éste último el que gobierna el proyecto de las fábricas: las tensiones son bajas y las deformaciones pequeñas. El criterio de estabilidad conduce a una visión de las estructuras de fábrica basada firmemente en la geometría: es la forma la que posibilita que las trayectorias de esfuerzos estén siempre dentro de los límites de la fábrica (para una exposición clara y muy detallada de este enfoque, véase Heyman, 1999; Huerta 2001, 2004).

## **2.4 Movimientos y grietas**

Las grietas son algo natural en un material que no resiste tracciones. De hecho, los agrietamientos son la única forma de adaptarse a pequeñas variaciones en las condiciones de contorno (por ejemplo, a un pequeño desplazamiento de los estribos, etc.). Las grietas dividen la estructura en un conjunto «articulado» de bloques que se mueve y adapta a las nuevas condiciones de contorno. A cada movimiento corresponde un agrietamiento distinto y una estructura puede presentar a lo largo de su historia distintos agrietamientos, que corresponden a distintas posiciones de las líneas de empujes (distintas soluciones de las ecuaciones de equilibrio). Sin embargo, el Teorema Fundamental nos asegura que, si encontramos «un sistema de líneas de empujes» (esto es una cierta situación de equilibrio) dentro de la fábrica, aunque pueden moverse bruscamente, éstas nunca se saldrán de los límites de la fábrica con lo que la estabilidad está asegurada.

## **3. Bóveda original**

En la Figura 1 puede apreciarse la situación del Salón de Actos. Se trata de una sala rectangular cuyos lados largos corresponden a un muro medianero y al muro de fachada al patio. El suelo de la sala estuvo soportado hasta la construcción del forjado por la bóveda de marés que cubre otra sala en el sótano. La bóveda tiene dos lunetos que corresponden a una puerta y una ventana del sótano inferior. La luz entre los muros originales es de 5,04 m y la flecha de 0,88 m, según las medidas suministradas por la dirección de la obra.

En primer lugar se hicieron unos cálculos preliminares que demostraron que la bóveda, adecuadamente reforzada, sería capaz de resistir las cargas. El punto crítico no era la bóveda sino los muros de estribo que debían soportar, para las nuevas cargas de uso, empujes mucho mayores que los originales. Se procedió, pues, a demoler el forjado para conocer con detalle la estructura de la bóveda y de su sistema de estribo.

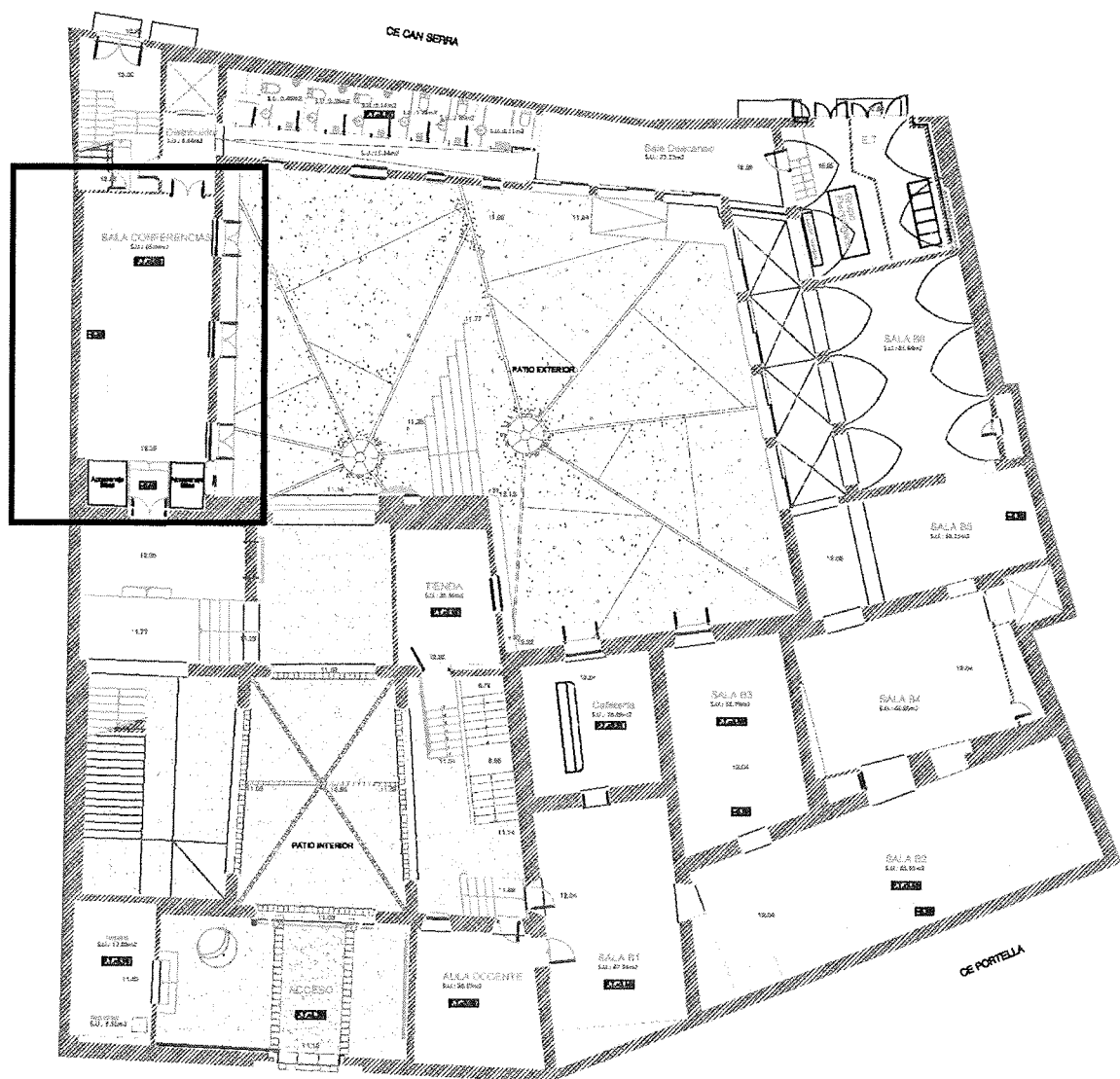


Figura 1. Planta primera del proyecto de restauración del Museu de Mallorca (Pedro Rabassa)

La estructura de la bóveda está compuesta por tres elementos:

- 1) la bóveda propiamente dicha.
- 2) el relleno de los arranques.
- 3) los tabiquillos transversales.

Es un error frecuente al calcular las bóvedas el ignorar los dos últimos elementos, que son esenciales para su estabilidad.

### **3.1 Forma de la bóveda**

Se trata de una bóveda escarzana. En la parte de sótano los muros originales están tapados. Tras realizar las catas correspondientes la forma puede apreciarse en la sección de la Figura 2. La luz es de 4,84 m y la flecha del intradós es 0,8 m. Por simples consideraciones geométricas es fácil obtener el radio de curvatura del intradós  $R_i = 4,06$  m y el semiángulo de apertura  $\alpha = 36,6^\circ$ .

### **3.2 El material**

En el caso que nos ocupa el material de la bóveda y de los tabiquillos es el marés, piedra típica de Mallorca. Se trata de una piedra caliza arenisca de origen sedimentario (Sánchez-Cuenca 2010). Hay diversos tipos pero, en general, es una piedra blanda, fácil de labrar y de poco peso. (El marés más blando se puede cortar con un serrucho.) Dado que las tensiones en las construcciones de fábrica son muy bajas, es una piedra excelente, sobre todo si se emplea en bóvedas, que está protegidas de las inclemencias del tiempo. En el libro de Sánchez-Cuenca se detallan los distintos tipos de marès. Los pesos específicos oscilan entre 12 y 22 kN/m<sup>3</sup>, y las resistencias entre 1,6 y 40 N/mm<sup>2</sup>. Hay una dispersión muy considerable. Tomaremos un marès blando con 17 kN/m<sup>3</sup> (el mismo peso específico del ladrillo, por comodidad en los cálculos posteriores) y una resistencia admisible de 2 N/mm<sup>2</sup> (se verá que incluso con una resistencia tan baja las tensiones son mucho menores).

### **3.3 La estructura de la bóveda**

En las Fotos 1 y 2 puede verse la estructura original, con tabiquillos transversales de marés, espaciados unos 50 cm, sobre los que apoya un tablero de ladrillos con el enlosado. En las Fotos 3-6 se ha eliminado el solado y los tabiquillos y puede verse el trasdós de la bóveda. El relleno en este caso es mínimo, aunque fundamental para asegurar el arranque de la bóveda.

El trasdós de la bóveda presenta numerosas irregularidades. Por el contrario, el intradós que da al sótano está bien labrado, Fotos 7 y 8. Este proceder era habitual en la cantería tradicional: sólo se labraba con cuidado el intradós y las juntas, y el trasdós se desbastaba de manera tosca, simplemente para eliminar peso. El resultado es que el espesor de la bóveda es variable, oscilando entre 6-9 cm y 12-15 cm, dependiendo del lugar elegido.





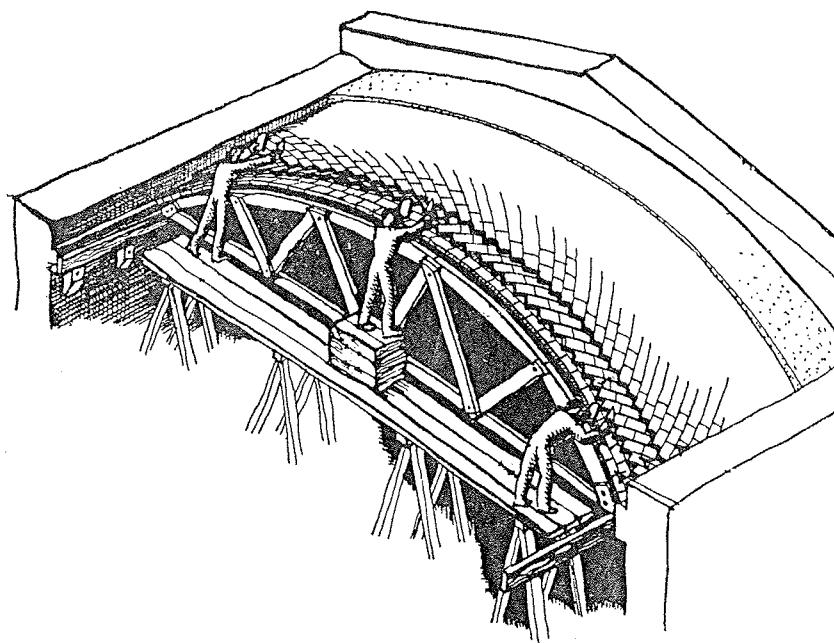
Se deben considerar, pues, dos espesores:

- el *espesor medio*, para valorar el peso de la bóveda. En este caso se ha tomado 10 cm.
- el *espesor mecánico*. Se trata del espesor de las juntas que debe tenerse en cuenta a la hora de valorar la estabilidad y la resistencia, en su caso de la bóveda. Un valor medio de 8 cm parece razonable.

La bóveda debe ser estable antes de la colocación de los tabiquillos y debe soportar las cargas de uso, muy pequeñas, que supone el trabajo de los albañiles o canteros al ir construyendo los tabiqui

### 3.4 Posible proceso constructivo

En la construcción de bóvedas delgadas (tabicadas o de marés) se puede proceder con una simple cercha móvil para ir asentando los ladrillos o piedras. En el caso de las bóvedas tabicadas se puede prescindir incluso de la cercha, dado el pequeño peso de los ladrillos. El procedimiento se describe en la Figura 3 en relación con las bóvedas tabicadas, pero es muy probable que fuera similar en el caso de las bóvedas de cañón de marés.



**Figura 3.** Construcción de una bóveda delgada con ayuda de una cimbra móvil (Moya 1947)

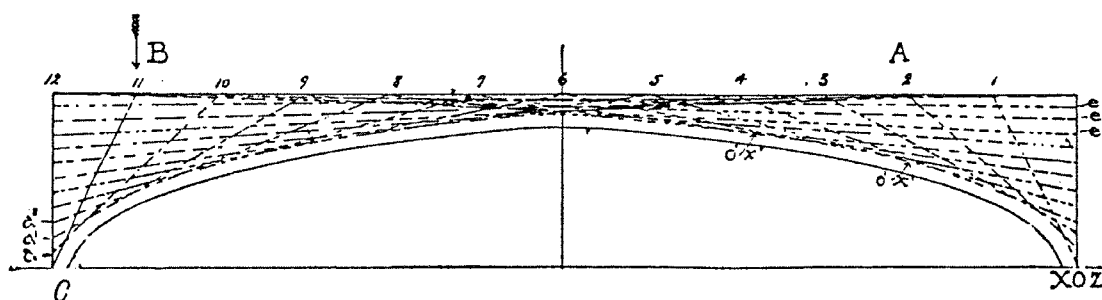
La construcción tabicada ha sido estudiada con detalle en numerosas publicaciones que atestiguan ambos procedimientos (para una bibliografía completa, ver Huerta et al. 2001). Por el contrario, por lo que sé, no hay ninguna monografía publicada sobre la construcción de bóvedas de marés. En ambos casos, se utiliza el yeso para la primera hoja. En las tabicadas se dobla luego con mortero de cal o bastardo; las de marés son de una única hoja.

### 3.5 Estabilidad

Para peso propio la bóveda es extraordinariamente estable, como sucede con las bóvedas rebajadas. El espesor límite para una flecha de  $1/6$  de la luz (la real es  $1/5,8$ ) es de  $1/580$  de la luz (Huerta 2004, p. 98). Tomando  $1/500$ , el espesor límite será de  $504/500 = 1$  cm. El coeficiente geométrico de seguridad (la relación entre el espesor real y el límite) estará entre 6 y 10, ampliamente suficiente para absorber las desviaciones de la línea de empujes producidas por el trabao de los albañiles, el acarreo de las piedras de los tabiquillos, etc., procediendo con orden y buen sentido constructivo. La ejecución del relleno aumentará aún más la seguridad para cargas permanentes.

Los tabiquillos transversales sirven para resistir las sobrecargas. En efecto, la línea de empujes puede salirse de la bóveda y transmitir las cargas a través de los tabiquillos. Es más, el solado forma con los tabiquillos y la bóveda una suerte de «arco hueco» de gran espesor. Cualquier línea de empujes contenida entre el solado y el trasdós de la bóveda puede imaginarse descompuesta, sección a sección en diversas fuerzas que van por el solado, el tabiquillo y la rosca de la bóveda.

La construcción presenta, pues, rigidez y resistencia más que suficientes para una enorme diversidad de sobrecargas. No podría ser de otra manera con un sistema constructivo que se ha usado profusamente durante, al menos, cinco siglos. La forma de realizar los cálculos, si se considerara necesario, se explica en la verificación del refuerzo de la bóveda. La Figura 4 muestra como una carga puntual considerable puede transmitirse sin problema a los muros de apoyo, gracias a los rellenos y tabiques transversales.



**Figura 4.** Arco tabicado delgado con un relleno consistente y/o tabiques transversales. Es el relleno y los tabiques lo que hacen la estructura extraordinariamente resistente (Guastavino 1893)

### *Necesidad de refuerzo*

La estructura original funcionó durante siglos para las cargas moderadas de la época. El futuro uso de salón de actos obliga a verificar la capacidad portante de la bóveda. Una simple inspección visual deja ver que es preciso reforzarla. Los tabiquillos aparecen en varios puntos separados de la bóveda y el solado de doble tabique no cumple las exigencias actuales. Para inspeccionar el trasdós de la bóveda y verificar su estado, se procedió a la demolición de l solado y de los tabiquillos. Tras la limpieza, la bóveda apareció en muy buen estado.

#### **4. Refuerzo de la bóveda**

La nueva carga de uso para salón de actos de  $4 \text{ kN/m}^2$  obliga a reforzar la estructura de la bóveda y a verificar la estabilidad de los estribos.

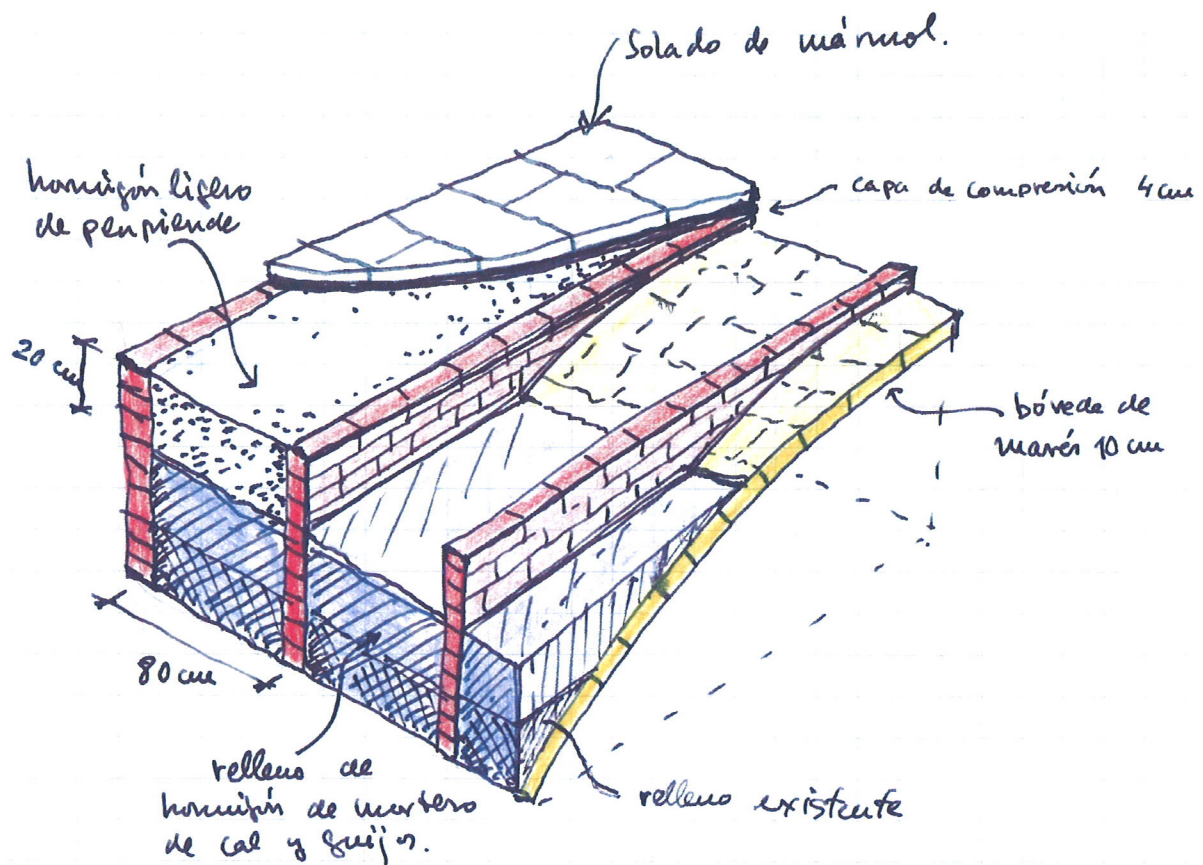
Para el refuerzo de la bóveda se emplearán procedimientos tradicionales, esto es, se actuará con un relleno estructural y unos muretes transversales.

Se propone la siguiente actuación, que se verificará con los cálculos posteriores:

- 1) mantener la bóveda original.
- 2) demoler los tabiquillos de marés y ejecutar unos nuevos de ladrillo perforado espaciados 0,8 m a ejes.
- 3) ejecutar un relleno estructural de hormigón de mortero de cal de hasta unos 0,15 m del trasdós de la clave de la bóveda.
- 4) emplear hormigón aligerado, no estructural, hasta enrasar con la parte superior de los tabiques.
- 5) ejecutar una capa de compresión de 4-5 cm de espesor con mallazo de D 6 mm cada 15 cm, o similar. Sobre esta capa de compresión se dispondrá el solado de mármol previsto en proyecto.

El conjunto del refuerzo se ha representado en el croquis de la Figura 5.

La sección acotada de la Figura 6 muestra las dimensiones generales que se emplearán para realizar la evaluación de cargas.



**Figura 5.** Esquema de refuerzo de la bóveda

#### 4.1 Evaluación de cargas

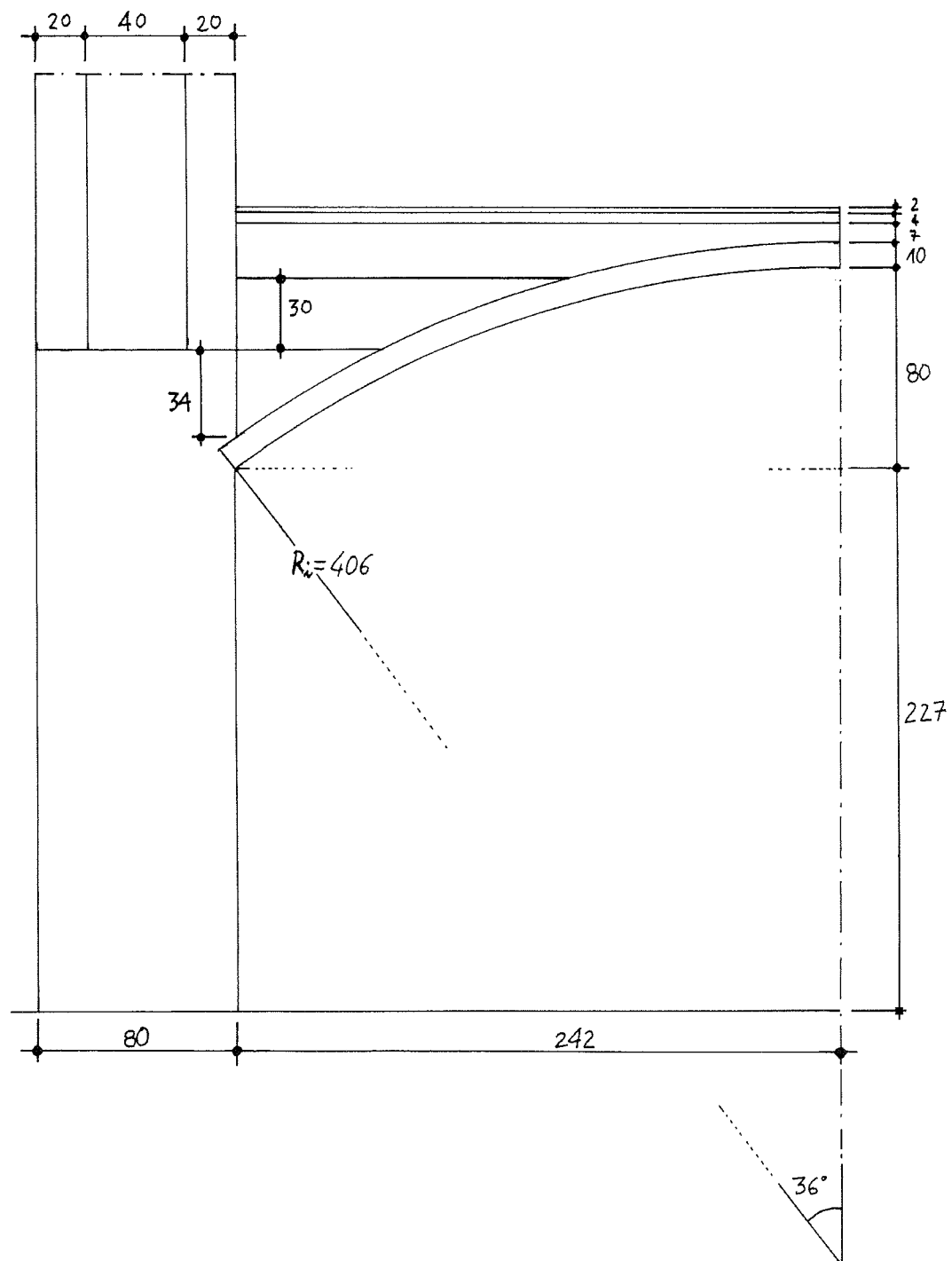
Se tomarán los siguientes pesos para la evaluación de cargas:

Peso propio

- solado de mármol (2 cm de espesor):  $0,5 \text{ kN/m}^2$
- capa de compresión (4 cm de espesor):  $1 \text{ kN/m}^2$
- muro de  $\frac{1}{2}$  pie de ladrillo perforado:  $1,8 \text{ kN/m}^2$
- hormigón de mortero de cal (rellenos):  $22 \text{ kN/m}^3$
- hormigón de pendiente:  $11 \text{ kN/m}^3$
- marés duro  $20 \text{ kN/m}^3$
- marés medio  $16 \text{ kN/m}^3$

Sobrecarga

La sobrecarga de uso para un auditorio es de  $4 \text{ kN/m}^2$ .



**Figura 6.** Sección acotada de la bóveda reforzada

## 4.2 Pesos y posición de centros de gravedad

Para el cálculo del empuje de la bóveda resulta cómodo evaluar los pesos y cargas para 1 m de longitud de la mitad de la bóveda (Fig. 6). Se calcularán, asimismo, las posiciones de los centros de gravedad respecto al intradós del muro (distancias  $x$ ). Se pondrá la bóveda de cañón, ignorando los lunetos, pues estos tienen un efecto favorable en la estabilidad.

*Sobrecarga:*

$$P_s = 4 \times 2,42 = 9,68 \text{ kN/m}$$

$$x_s = 1,21 \text{ m}$$

*Solado + capa de compresión:*

$$P_c = 1,5 \times 2,42 = 3,63 \text{ kN/m}$$

$$x_c = 1,21 \text{ m}$$

*Macizado estructural:*

Para el cálculo se aproxima el arco de circunferencia a una parábola, de manera que el área es  $1/3$  del rectángulo circunscrito y el centro de gravedad se sitúa a  $1/4$  de la pared. Puede verse en la Fig. 6 que la altura del relleno macizo (el existente más el añadido) es de 0,64 m, y que en su parte superior el relleno mide 1,45 m. El volumen de relleno para 1 m será:  $(0,64 \times 1,45)/3 = 0,31 \text{ m}^3$ .

$$P_m = 0,31 \times 22 = 6,8 \text{ kN/m}$$

$$x_m = 1,45/4 = 0,36 \text{ m}$$

*Hormigón de pendiente:*

El hormigón de pendiente tiene un espesor de 0,20 m desde el macizado hasta el borde de los muretes que se sobresalen 7 cm por encima de la clave de la bóveda. Aproximando de nuevo la circunferencia a una parábola, el volumen para 1 m será de:

$$(0,07 \times 2,42) + (0,77 \times 2,42)/3 - (0,64 \times 1,45)/3 = 0,48 \text{ m}^3$$

y la posición del centro de gravedad se obtiene tomando momentos.

$$P_p = 0,48 \times 11 = 5,28 \text{ kN/m}$$

$$x_p = 0,98 \text{ m}$$

*Murete de medio pie de ladrillo perforado:*

El murete transversal que sobresale sobre el relleno macizo tiene la misma área que el hormigón de pendiente, i.e.,  $0,48 \text{ m}^2$ . El tabique pesaría  $(0,48)(1,8) = 0,86 \text{ kN}$ . Como los tabiques están espaciados a ejes 0,8 m, el peso por metro lineal sería  $(0,86)/(0,8) = 1,1 \text{ kN/m}$ . El centro de gravedad ocupa la misma posición de antes.

Para simplificar los cálculos, se ha supuesto que la parte de tabique comprendida entre los

rellenos tiene el mismo peso específico del relleno. Esto supone un pequeño incremento del peso y va a favor de seguridad.)

$$P_t = 1,1 \text{ kN/m}$$

$$x_t = 0,98 \text{ m}$$

*Rosca de la bóveda:*

El área de la rosca es de  $0,26 \text{ m}^2$ . Consideraremos un marés blando de  $16 \text{ kN/m}^3$ .

$$P_r = 0,26 \times 16 = 4,16 \text{ kN/m}$$

$$x_r = 1,14 \text{ m}$$

El peso propio total de la bóveda reforzada por metro será:

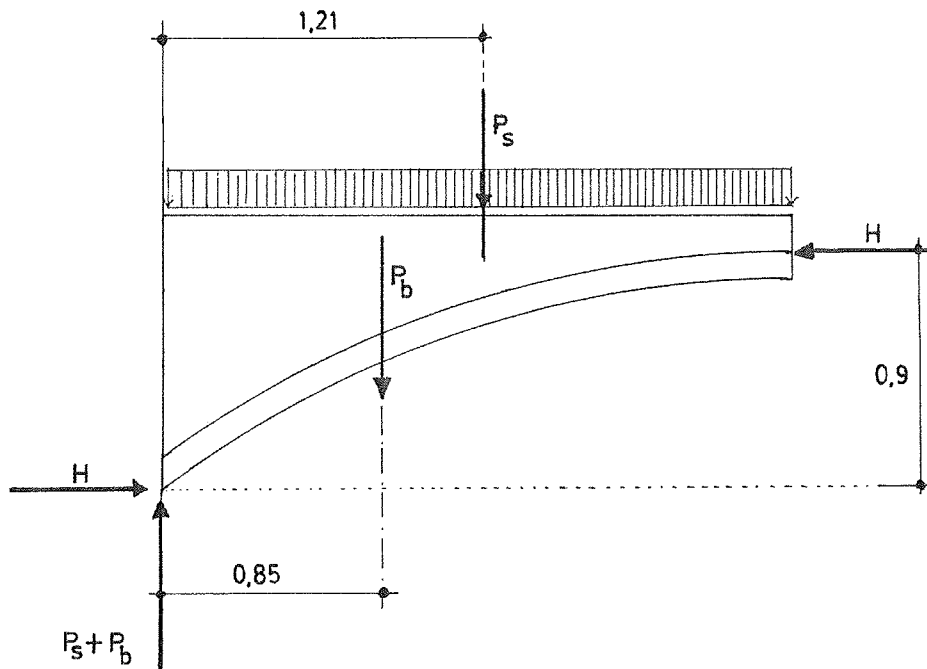
$$P_b = P_c + P_m + P_p + P_t + P_r = 3,63 + 6,8 + 5,28 + 1,1 + 4,16 = 20,97 \text{ kN/m}$$

y el centro de gravedad (tomando momentos):

$$x_b = 0,85 \text{ m}$$

#### 4.3 Cargas totales de la bóveda

Las cargas totales sobre la bóveda se han representado en la Figura 7:



**Figura 7.** Cargas totales sobre la bóveda

#### 4.4 Empuje máximo: sobrecarga sobre toda la bóveda

El empuje máximo se produce cuando la sobrecarga actúa sobre toda la bóveda. Esta es la hipótesis que habrá que considerar para verificar el sistema de contrarresto. Tomando momentos en la Figura 7:

$$P_s \times 1,21 + P_b \times 0,85 = H \times 0,9$$

de donde se obtiene:

$$H = 32,82 \text{ kN/m}$$

y la componente vertical  $V$  vale:

$$V = P_s + P_b = 30,65 \text{ kN/m}$$

El empuje total tiene, pues, una inclinación de  $43^\circ$  respecto a la horizontal.

(Para peso propio solamente:  $H' = 19,80 \text{ kN/m}$  y la inclinación sería de  $47^\circ$ .)

##### *Línea de empujes*

Para verificar que se cumple la condición de que el material está trabajando a compresión se ha dibujado la línea de empujes. Como se ha dicho en el apartado anterior, para carga simétrica y arcos rebajados, esta condición se cumple en la mayor parte de los casos, máxime cuando existen sustanciales rellenos sobre los riñones, como es el caso.

En la Figura 8 puede verse cómo la línea está contenida enteramente dentro de la rosca de la bóveda, pudiéndose dibujar infinitas líneas dentro de la bóveda y el relleno. Incluso se podría considerar que los esfuerzos pasen por los tabiques transversales.

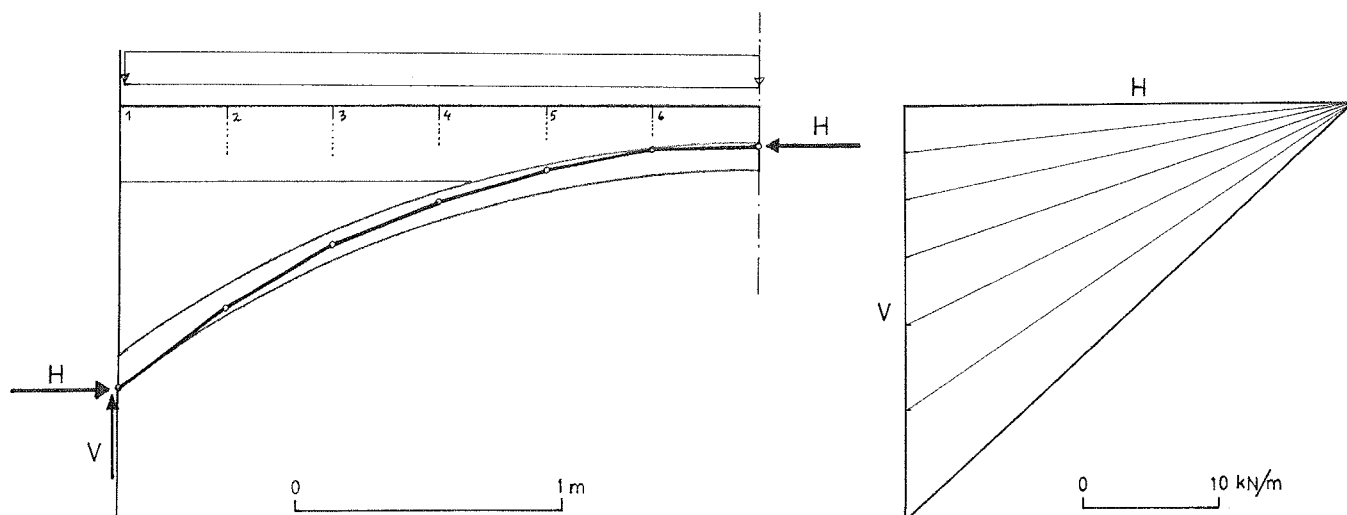
Para estudiar la línea de empujes consideraremos un material homogéneo equivalente, esto es, un material que comprendido entre el trasdós horizontal y el intradós produzca el mismo peso. El área entre el trasdós y el intradós es de  $1,23 \text{ m}^2$ . El peso específico del material equivalente será, pues, de  $20,97/1,23 = 17,05 \text{ kN/m}^3$ . El centro de gravedad prácticamente coincide con el calculado anteriormente, pues está a  $0,88 \text{ m}$ .

Puede verse que la línea se hace tangente a una cierta distancia de la clave. Sin embargo, el empuje total apenas varía sobre el calculado anteriormente:

- componente horizontal  $H = 32,8 \text{ kN/m}$
- componente vertical  $V = 30,8 \text{ kN/m}$

valores que se tomarán para verificar la estabilidad del sistema de contrarresto.





**Figura 8.** Línea de empujes para la sobrecarga actuando sobre todo el arco

#### 4.5 Sobrecarga a un lado

En general, esta hipótesis es la más desfavorable para la bóveda. Como antes, Se ha realizado el cálculo de la línea de empujes para el material homogéneo equivalente de  $17,05 \text{ kN/m}^3$ .

La asimetría de la carga hace que las reacciones verticales varían a ambos lados y la componente horizontal del empuje se reduce ligeramente:

$$V_i = 28,8 \text{ kN/m}$$

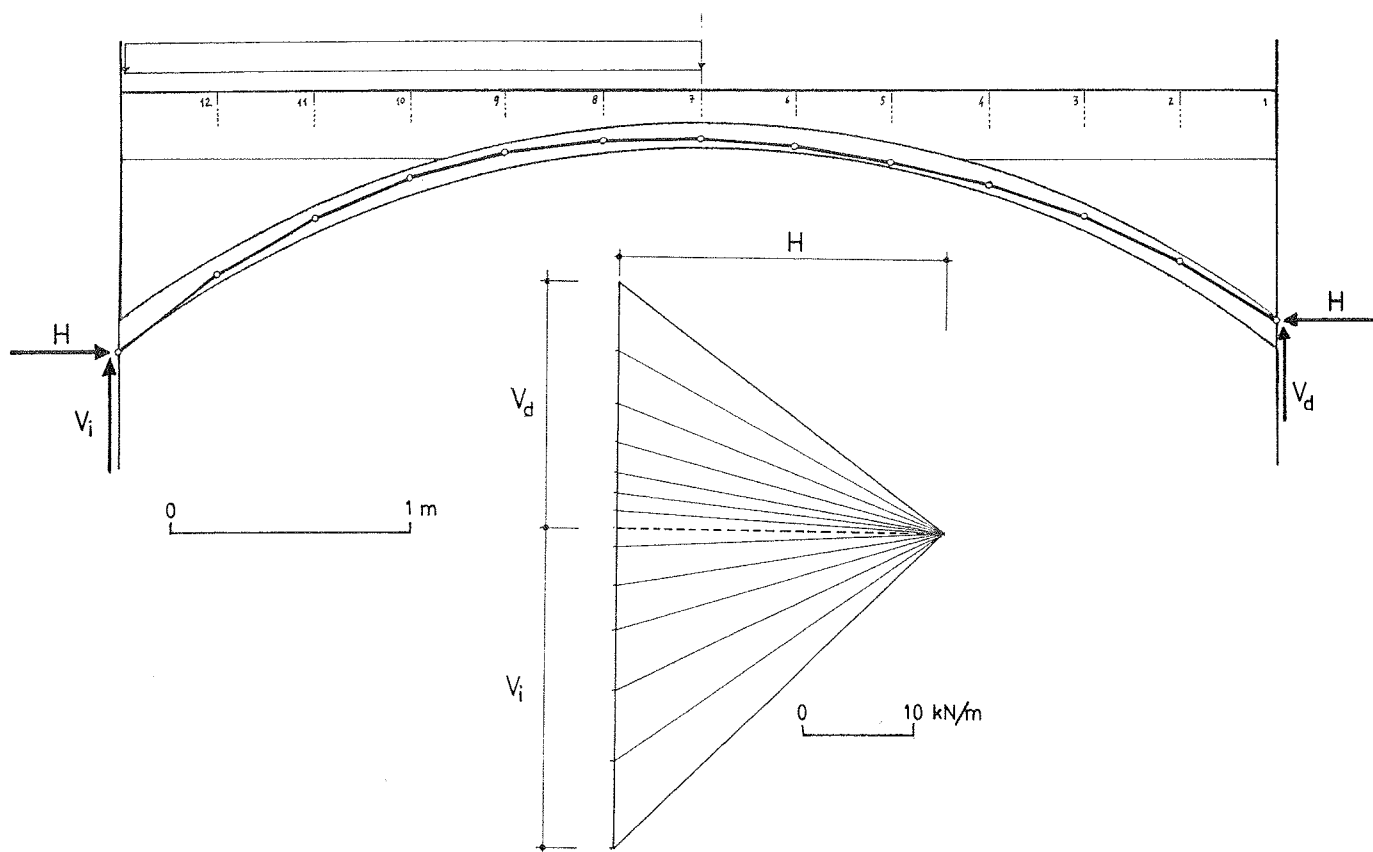
$$V_d = 22,4 \text{ kN/m}$$

$$H = 30,4 \text{ kN/m}$$

Como se ve en la Figura 9, la línea de empujesse encuentra confortablemente dentro de la rosca de la bóveda, y, como antes, sería posible dibujar infinitas líneas dentro de la bóveda estructural formada por la rosca, rellenos y tabiques transversales.

La acción de cargas puntuales considerables también podría ser resistida por la bóveda siguiendo el mecanismo explicado en la Figura 4: la capa de compresión transmitiría la carga a los muretes transversales y los rellenos a través de los que se propagaría hacia el sistema de contrarresto.

El límite no está en la bóveda sino en la estabilidad del contrarresto que se estudiará a continuación.



**Figura 9.** Línea de empujes para la sobrecarga a un lado

## 5. Estabilidad del sistema de contrarresto

En la Figura 2 puede verse que la bóveda apoya sobre dos muros continuos con espesores de 0,8 m (que da a la medianera) y 0,9 m (que da al patio), respectivamente. Su altura hasta el nivel del arranque de la bóveda es de 2,27 m.

La estabilidad de dichos muros se ve considerablemente aumentada por el peso superior que reciben de las cuatro plantas superiores. En la restauración anterior las bóvedas o forjados superiores fueron suprimidos construyéndose nuevos forjados de hormigón armado con bovedilla de hormigón, apoyados en el lado de la medianera, en muros de bloques de hormigón de 20 cm de espesor, adosados a los muros originales; en el lado del patio los forjados acometen una roza realizada en el muro de marés. En la Figura 10 se recoge el esquema de la constitución de los muros.



## 5.1 Evaluación de cargas

Se han tomado los siguientes valores de los pesos específicos:

- muro de bloque de hormigón:  $18 \text{ kN/m}^3$
- forjado + solado:  $3 \text{ kN/m}^2$
- muro de marés (buena calidad):  $20 \text{ kN/m}^3$
- tapial:  $16 \text{ kN/m}^3$
- cubierta:  $0,5 \text{ kN/m}^2$

Como en el caso de la bóveda, se han calculado las cargas para 1 m de longitud.

## 5.2 Estabilidad del muro medianero

El muro se compone de los siguientes elementos:

### *Muro de marés*

Este muro está contruido de buen marés; tiene un espesor de 0,2 m y una altura de 14,2 m.

$$P_m = (20) (0,2) (17,8) = 71,2 \text{ kN/m.}$$

### *Relleno de tapial*

Adosado al anterior. Espesor de 0,4 m y la misma altura.

$$P_r = (16) (0,4) (12,9) = 82,56 \text{ kN/m.}$$

### *Muro de bloque y forjados*

Espesor de 0,20 m y altura de 14,5 m a los que hay que descontar 3 veces el espesor de los forjados ó 0,9 m. Por otra parte, cada forjado transmite al muro una carga de  $(5,2/2) (3) = 7,8 \text{ kN/m}$ . Como hay tres forjados la carga total transmitida por el muro de bloque al estribo vale:que recibe el estribo vale:

$$P_{bl} = (18) (0,2) (14,5 - 0,9) + (3) (7,8) = 48,96 + 23,4 = 72,36 \text{ kN/m}$$

Por tanto, el muro del estribo medianero recibe en cabeza una carga de:

$$P_m + P_r + P_{bl} = 226,12 \text{ kN/m}$$

El estribo es macizo de buen marés y pesa  $P_e = (20) (0,8) (2,68) = 42,9 \text{ kN/m}$ .

La resultante de las fuerzas anteriores  $P_s = 226,12 + 42,9 = 269,02 \text{ kN/m}$  pasa muy aproximadamente por el centro del estribo.

Para verificar la estabilidad del estribo es preciso hallar la distancia  $x$  del punto de aplicación de la resultante en la base de la sección del intradós del muro. Tomando momentos en este punto (Figura 11):

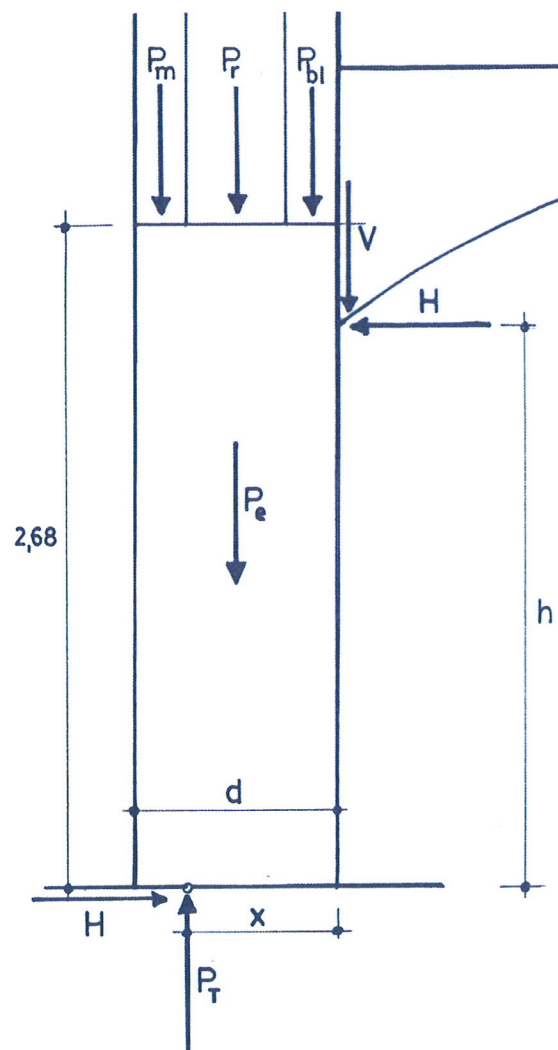
$$(P_s) (x - d/2) + (V) (x) = (H) (h) \quad (1)$$

$$(269,02) (x - 0,40) + (30,8) (x) = (32,8) (2,27)$$

de donde, se obtiene  $x = 0,61$  m.

El coeficiente geométrico de seguridad:

$$c_g = \frac{d/2}{x - d/2} = 1,93$$



**Figura 11.** Estabilidad del estribo medianero

El valor de 1,93 es bajo para los valores usuales para estribos de fábrica que están por encima de 3. Sin embargo, hay que recordar que se ha ignorado el otro muro medianero enterrado y, sobre todo, que el terreno ya está consolidado.

No obstante, si consideramos la estructura superior, se puede obtener un valor muy superior del coeficiente de seguridad. Con referencia a la Figura 12 se podría obtener una fuerza horizontal  $T$  que depende del peso  $F_i$  situado por encima (tres plantas de muro de bloque y forjados), al formarse dos bielas inclinadas dentro de los muros, de manera que:

$$F_i / T = 3,70 / 0,20 = 18,5$$

Dado que  $F_i = (3) (7,8) + 48 = 71,4$ , entonces,  $T = 3,86$  kN/m. Esta fuerza produce un momento de  $(3,86) (3,17) = 12,30$  que se resta del miembro derecho de la ecuación (1), más arriba; además, el brazo de palanca de esa carga pasa de la mitad al espesor completo. Así, la ecuación queda:

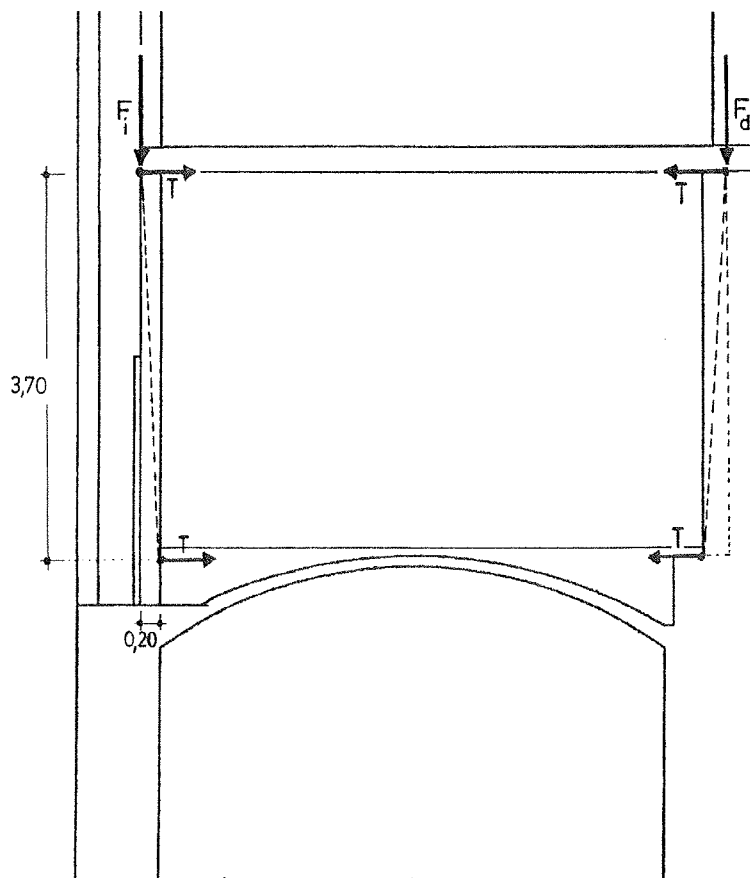
$$(P_s - F_i) (x - d/2) + (V + F_i) (x) = (H) (h) - (F_i / 18,70) (3,17) \quad (1)$$

$$(269,02 - 71,4) (x - 0,40) + (30,8 + 71,4) (x) = (32,8) (2,27) - (3,86) (3,17)$$

de donde se obtiene,  $x = 0,47$ , y el coeficiente geométrico de seguridad sube a,

$$c_g = (0,40) / (0,47 - 0,40) = 5,71.$$

Este coeficiente de seguridad da una seguridad comparable o superior a la de las construcciones históricas que han permanecido en pie durante siglos.



**Figura 12.** Mejora de la estabilidad por la acción del forjado superior

### 5.3 Estabilidad del muro del patio

En este caso es macizo de buen marés y tiene espesor variable, como puede verse en la Figura 2.

#### *Muro de marés*

Este muro está contruido de buen marés. Arranca en la primera planta con un espesor de 0,54 m y tiene un espesor de 0,44 m en las tres plantas superiores. Su peso vale:

$$P_{mr} = (20) (0,54) (3,7) + (20) (0,44) (3,55 + 2,4 + 2,55) = 39,96 + 74,8 = 114,76 \text{ kN/m.}$$

#### *Forjados*

Cada forjado transmite al muro una carga de  $(5,2/2) (3) = 7,8 \text{ kN/m}$ . Como hay tres forjados la carga total transmitida al muro es: por el muro de bloque la estribo vale: que recibe el estribo vale:

$$P_f = (3) (7,8) = 23,4 \text{ kN/m}$$

Por tanto, el muro del estribo medianero recibe en cabeza una carga de:

$$P_m = P_{mr} + P_f = 138,16 \text{ kN/m}$$

#### *Estribo*

El estribo es macizo de buen marés y pesa  $P_e = (20) (0,9) (3,17) = 57,06 \text{ kN/m}$ .

#### *Muro de hormigón*

Adosado al muro de marés hay un muro de hormigón de 0,30 m de espesor y 2,05 m de altura. Su peso  $P_h = (0,30) (2,05) (25) = 15,4 \text{ kN/m}$ .

Como antes se pueden hacer varias hipótesis. La más conservadora sería considerar los dos muros sin conexión. Entonces, el muro de hormigón produciría un momento estabilizante de  $(P_h) (0,15) = 2,30 \text{ kN/m}$ , que habría que restar al desestabilizante de la fuerza  $H$ .

Tomando momentos respecto al interior de la base:

$$(V) (0) + (P_m) (0,65) + (P_e) (0,45) + (H) (2,27) = (P_m + P_e + V) (x) + 15,4$$

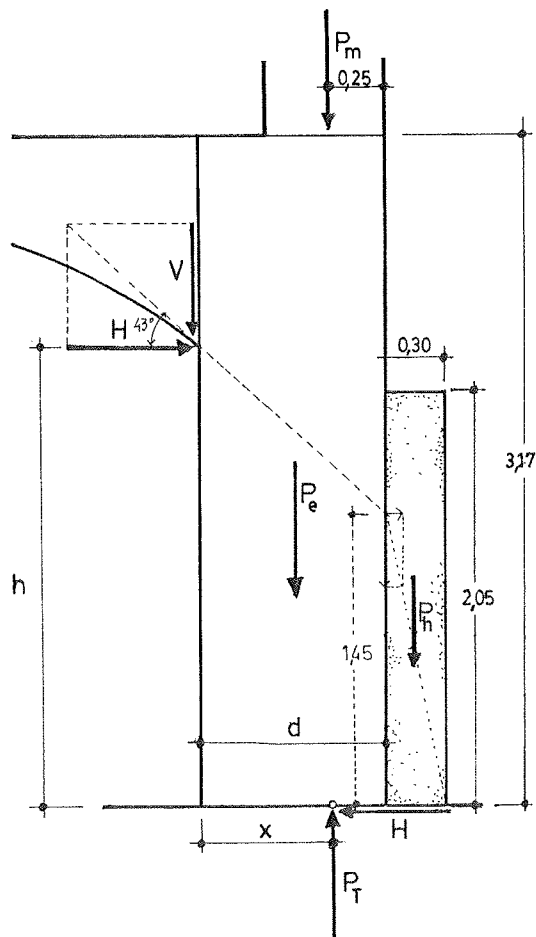
de donde,  $x = 0,77 \text{ m}$ . El coeficiente geométrico de seguridad vale  $c_g = (0,45)/(0,77 - 0,45) = 1,40$ . Este valor parece insuficiente, si bien se ha obtenido considerando que no hay conexión entre el muro de hormigón y el de marés.

Consideremos, como antes, la acción del forjado superior:

$$\begin{aligned} (V) (0) + (P_m - 71,4) (0,65) + (P_e) (0,45) + (H) (2,27) + (71,4) (0,36) = \\ = (P_m + P_e + V) (x) + 15,4 + 12,3 \end{aligned}$$

de donde,  $x = 0,62$  m. El coeficiente geométrico de seguridad vale  $c_g = (0,45)/(0,62 - 0,45) = 2,65$ .

Dado que el terreno está consolidado y que se ha ignorado (muy a favor de seguridad) la conexión entre el muro de hormigón y el de marés, este coeficiente resulta seguro.



**Figura 13.** Estabilidad del muro del patio



## 6. Conclusiones

- 1) La bóveda original del salón de actos, inspeccionada tras la demolición del forjado superior, precisaba un refuerzo para soportar las cargas actuales de uso.
- 2) El refuerzo de la bóveda se ha realizado utilizando técnicas tradicionales que han demostrado a través de los siglos su enorme eficacia. Se ha procedido, pues, a macizar los riñones y a disponer muros transversales.
- 3) La bóveda reforzada resiste sin ningún problema las cargas actuales.
- 4) Los estribos de la bóveda, el muro medianero y el del patio, resisten el empuje de la bóveda reforzada, con coeficientes de seguridad geométrica suficientes, comparables a los observados en construcciones históricas que han pervivido durante siglos.

Todo lo cual afirmo y rubrico según mi leal saber y entender en Madrid, a 11 de marzo de 2013.



Firmado:

Santiago Huerta Fernández

Profesor Titular del Departamento de Estructuras

Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Universidad Politécnica de Madrid

## 7. Bibliografía

- Garcia Inyesta, N. y G. Oliver Sunyer. 1997. *Construir en Marès*. Palma de Mallorca: Delegació Mallorca del Col·legi Oficial d'Arquitectes de Balears.
- Heyman, J. 1995. *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica. Colección de ensayos*. Editado por S. Huerta. Madrid: Instituto Juan de Herrera.
- Heyman, J. 1999. *El esqueleto de piedra. Mecánica de la arquitectura de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera / CEHOPU.
- Huerta, S.; G. López Manzanares y E. Redondo Martínez. 2001. «Bibliografía seleccionada y comentada sobre Guastavino y la construcción tabicada». En: *Las bóvedas de Guastavino en América*, editado por S. Huerta. Madrid: Instituto Juan de Herrera, CEHOPU, pp. 373-393.
- Huerta, S. 2001. «Mechanics of masonry vaults: The equilibrium approach» *Historical Constructions. Possibilities of numerical and experimental techniques. Proceedings of the 3rd. International Seminar. Guimaraes 7-9, November*, P. B. Lourenço and P. Roca, eds. Guimaraes: Universidade do Minho, pp. 47-69.
- Huerta, S. 2003. «The mechanics of timber vaults: a historical outline». En: *Essays in the History of Mechanics*. A. Becchi, M. Corradi, F. Focé y O. Pedemonte Eds. Basel: Birkhäuser: pp. 89-133.
- Huerta, S. 2004. *Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.
- Moya Blanco, L. 1947. *Bóvedas Tabicadas*. Madrid: Ministerio de la Gobernación. Dirección General de Arquitectura.
- Sánchez-Cuenca, R. 2010, *El marès. El material, su origen, historia, propiedades, canteras y calidades disponibles actualmente*. Palma de Mallorca: Ramón Sánchez-Cuenca.

## 8. Láminas



1



2





3



4



5



6





7



8



9



10





11



12



13



14